

تأثیر رفتار کاهنده‌ی چرخه‌ی هیستریزیس در تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی برای قاب‌های بتنی خمشی ویژه با دیوار برشی

سلمان رئیسی دهکردی (کارشناس ارشد)

دانشگاه آزاد اسلامی واحد علوم و تحقیقات تهران

عبدالرضا سروفقدمقدم* (استادیار)

پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله

مهندسی عمران شریف، زمستان ۱۳۹۳ (ص ۹۷-۱۰۸)
دروی ۲-۳، شماره ۱/۳، ص ۹۷-۱۰۸

یکی از معایب آنالیز بار افزون آن است که اثرات کاهندگی را در رفتار غیرخطی سازه به صورت تقریبی منظور می‌کند. برای بررسی این موضوع از ۶ قاب بتنی با دیوار برشی استفاده شده است، که مطابق با استاندارد 28° و میحث ششم مقررات ملی، بارگذاری و تحلیل و طراحی شده‌اند. انجام تحلیل‌های استاتیکی و دینامیکی غیرخطی نیز با نرم‌افزار OPENSEES انجام شده است. مدل‌سازی رفتار کاهنده‌ی اعضای سازه‌ی با مدل‌های رفتاری انجام و در مدل‌سازی، رفتار غیرکاهنده‌ی آنها نیز ملحوظ شده است. تنش‌ها و کرنش‌های نظیر مقاطع با توجه به اثرهای محصورشدگی منظور شده‌اند. نهایتاً مقادیر بیشینه‌ی تغییرمکان‌های به دست آمده از تحلیل دینامیکی غیرخطی برای سطح خطر $g/35^\circ$ با مقادیر نظیر حاصل از آنالیز بار افزون مقایسه شده‌اند. نتایج حاکی از آن است که با افزایش ارتفاع، از اختلاف تغییرمکان‌های با رفتار کاهنده و غیرکاهنده کاسته می‌شود، تا آنجا که می‌توان از اثرات کاهندگی در محاسبه‌ی تغییرمکان هدف، برای قاب‌های بلند صرف نظر کرد.

واژگان کلیدی: رفتار کاهنده، تحلیل استاتیکی غیرخطی، تحلیل دینامیکی غیرخطی، قاب خمشی ویژه، دیوار برشی.

salman.raeisi@gmail.com
moghadam@iiees.ac.ir

۱. مقدمه

در روش تحلیل استاتیکی غیرخطی در قاب‌های خمشی بتنی ویژه با دیوار برشی پرداخته شده است.

برای تعیین الگوی مناسب رفتاری المان‌های بتنی در روش‌های تحلیلی، پژوهشگران آزمایش‌های بسیاری انجام داده‌اند، که از آن جمله می‌توان به پژوهش‌هایی در سال‌های ۲۰۰۲ و ۲۰۱۱ اشاره کرد.^[۱-۲] همچنین پژوهش‌های بسیاری برای در نظر گرفتن رفتار کاهنده در تعیین تغییرمکان‌های طیفی انجام شده است، که در برخی از آنها با در نظر گرفتن مدل ارتجاعی - خمیری، مدل دوخطی و سیستم‌های کاهش سختی انجام شده است.^[۳-۶] همچنین مطالعاتی نیز برای در نظر گرفتن اثرات کاهندگی سختی و مقاومت انجام شده است.^[۷-۸] در سال ۲۰۰۰، نیز پژوهشگران اقدام به بررسی اثرات کاهندگی سختی و مقاومت در سیستم‌های تک درجه‌ی آزادی کرده‌اند،^[۹] که در بخشی از مطالعات انجام شده‌ی آنان، به ارزیابی روش ضرایب تغییرمکان پیشنهادشده‌ی FEMA ۲۷۳ پرداخته شده است.^[۱۰] نتایج به دست آمده حاکی از آن بوده که مقادیر ضرایب تغییرمکان C_1 ، C_2 ، C_3 داده شده در FEMA ۲۷۳، برای سیستم‌های با زمان تناوب‌های بزرگ‌تر یا مساوی 0.7 ثانیه تحت تحریک‌های زلزله بر روی خاک سخت اغلب به نفع اطمینان است. این در حالی است که برای

با توجه به اینکه بیشتر ساختمان‌های ساخته شده در سال‌های گذشته یا بر اساس آئین‌نامه‌های گذشته طراحی شده‌اند و یا اصلاً برای اثرات زلزله طراحی نشده‌اند، لازم است نسبت به ارزیابی این سازه‌ها اقدام شود. این ارزیابی‌ها معمولاً به کمک روش‌های تحلیلی صورت می‌گیرد، که شامل روش‌های خطی و غیرخطی استاتیکی و دینامیکی است. روش‌های خطی به دلیل آنکه رفتار سازه را در محدوده‌ی خطی در نظر می‌گیرند، نمی‌توانند ارزیابی صحیحی از رفتار سازه در برابر اثرات زلزله، که سازه را وارد مرحله‌ی غیرخطی می‌کنند، ارائه کنند. روش‌های غیرخطی نتایج واقع‌بینانه‌تری را ارائه می‌کنند. دقیق‌ترین روش غیرخطی، تحلیل دینامیکی غیرخطی است که به دلیل وقت‌گیر بودن آن و نیاز به افراد متخصص جهت تفسیر نتایج به دست آمده نمی‌تواند به‌طور گسترده به‌کار رود. در مقابل روش استاتیکی غیرخطی، علاوه بر سادگی، نتایج نسبتاً دقیقی نیز ارائه می‌کند. این روش علاوه بر مزایای مذکور کاستی‌هایی نیز دارد، که از جمله می‌توان به لحاظ شدن تقریبی اثر رفتار کاهنده‌ی اجزاء سازه‌ی تحت سیکل‌های زلزله اشاره کرد. در این پژوهش به بررسی این اثرات

* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۳۹۴/۵/۲۴، اصلاحیه ۱۳۹۴/۳/۱۱، پذیرش ۱۳۹۴/۳/۲۵

سیستم‌های با زمان تناوب‌های کمتر از ۰/۳ ثانیه چنین نیست و ممکن است سازه، مقادیر بیشینه‌ی تغییرمکان بزرگ‌تری را تجربه کند. همچنین کاربرد تحلیل بارافزون سه بعدی برای ارزیابی خسارت ساختمان‌های چند طبقه‌ی نامتقارن در سال ۱۹۹۶ ارائه شده است.^[۱۱]

یکی از ویژگی‌های این پژوهش نمونه‌های به‌کاررفته در آن است، که شامل ۶ قاب خمشی بتنی ویژه با دیوار برشی است، که با نرم‌افزار ETABS طراحی شده‌اند.^[۱۲] برای در نظر گرفتن اثرات کاهندگی چرخه‌های هیستریزس لازم است تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی جهت مقایسه با نتایج تحلیل استاتیکی غیرخطی به‌کار روند. برای انجام تحلیل‌های غیرخطی از نرم‌افزار OPENSEES^[۱۳]، به دلیل داشتن خصوصیات رفتاری متنوع برای بتن و فولاد و همچنین قابلیت مدل‌سازی مناسب المان‌های سازه‌یی استفاده شده است. مدل‌های رفتاری به‌کاررفته عبارت‌اند از: Reinforcing Steel Material و Concrete^{۰۲} Hysteretic Material.

۲. روش پژوهش

در این پژوهش، ۶ قاب خمشی ۳ تا ۲۰ طبقه‌ی بتنی ویژه با دیوار برشی و تعداد دهانه‌های یکسان به‌کاررفته است، که با نرم‌افزار ETABS تحلیل و طراحی شده‌اند. تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی (بارافزون) برای قاب‌های طراحی‌شده، با نرم‌افزار OPENSEES انجام شده است.^[۱۳] این تحلیل‌ها برای هر یک از قاب‌ها براساس روش ضرایب تغییرمکان ارائه‌شده در FEMA۳۵۶^[۱۴] و دستورالعمل بهسازی لرزه‌یی ساختمان‌های موجود،^[۱۵] و با در نظر گرفتن توزیع بار جانبی متناسب با نیروی برشی طبقات در صورت مشارکت جرمی کمینه‌ی ۹۰٪ انجام شده است. به دلیل آنکه برای انجام تحلیل استاتیکی غیرخطی از نرم‌افزار OPENSEES^[۱۳] استفاده شده است، لذا نرم‌افزار مذکور، فقط تغییرمکان نقطه‌ی کنترل و نیروی برشی تراز پایه را محاسبه می‌کند؛ که به کمک آنها می‌توان منحنی ظرفیت سازه را به دست آورد. برای محاسبه‌ی دقیق تغییرمکان هدف و معادل‌سازی دوخطی منحنی ظرفیت، اقدام به تهیه‌ی برنامه‌ی مجزا برای به‌دست‌آوردن تغییرمکان هدف، نسبت مقاومت (R) و ... در نرم‌افزار MATLAB شده است.^[۱۶]

در تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی ماهیت رفت و برگشتی زلزله، که خود عامل تولید رفتار کاهنده در اجزاء سازه‌یی است، به طور تقریبی و با ضریب C_2 در نظر گرفته می‌شود، که برای برآورد دقیق اثرات کاهندگی باید تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی که رفتار واقعی سازه را نشان می‌دهند، انجام شوند. با توجه به هدف پژوهش برای بررسی اثرات کاهنده‌ی چرخه‌های هیستریزس لازم است دست‌کم از دو مدل رفتاری در تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی با در نظر گرفتن رفتار کاهنده و بدون در نظر گرفتن کاهندگی استفاده شود. نرم‌افزار OPENSEES^[۱۳] از مدل‌های رفتاری مختلفی برای مدل‌سازی رفتار واقعی بتن و فولاد بهره می‌برد. برای مثال مدل رفتاری Concrete^{۰۲}، قابلیت مدل‌سازی رفتار بتن با در نظر گرفتن اثرات کاهندگی و مدل رفتاری Reinforcing Steel Material، علاوه بر توانایی در نظر گرفتن اثرات کاهندگی، قابلیت منظور کردن اثرات کماتش و خستگی آرماتورها را نیز دارد. همچنین به کمک Hysteretic Material می‌توان رفتار بتن و فولاد را با یا بدون اثرات کاهندگی به صورت دو یا سه خطی مدل کرد. بدین ترتیب پس از آنکه تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی برای تعیین تغییرمکان هدف انجام شد، تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی نیز با در نظر گرفتن دو مدل رفتاری متفاوت انجام شده و مقادیر بیشینه‌ی تغییرمکان‌های حاصله با مقادیر تغییرمکان هدف، که بیانگر بیشینه‌ی تغییرمکان سازه‌ی تحت زلزله‌ی طرح است و اثرات پارامترهای مختلف از جمله کاهندگی را

توسط ضریب C_2 در نظر می‌گیرد، مقایسه شده‌اند. شایان ذکر است که تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی برای سطح خطر ۰/۳۵ g انجام شده است. این سطح خطر با مقیاس کردن شتاب‌نگاشت‌های به‌کاررفته براساس روش ارائه‌شده در ویرایش سوم استاندارد ۲۸۰۰ ایران^[۱۷] به دست می‌آید، که توضیحات بیشتر در این زمینه در بخش ۱.۵ آمده است.

۳. مبانی نظری

۳.۱. روش تحلیل استاتیکی غیرخطی

تحلیل استاتیکی غیرخطی بر این اصل استوار است که پاسخ سازه را می‌توان با پاسخ سیستم یک درجه آزادی با مشخصه‌های معادل‌شده شبیه‌سازی کرد. این فرض باعث می‌شود که پاسخ سازه فقط وابسته به یک مود تغییرشکل (مود اول ارتعاشی) باشد و شکل آن در طول زمان تحلیل ثابت باقی بماند. هر چند هر دو فرض یادشده ممکن است نادرست به نظر برسد، ولی برای سازه‌هایی که مود اول نوسان بر پاسخ آنها غالب است، تخمین‌های خوب و مناسبی از بیشینه‌ی بازتاب‌های سیستم به کمک این تحلیل به دست می‌آید. تحلیل استاتیکی غیرخطی (بارافزون) را می‌توان روشی در تخمین نیرو و تغییرمکان تقاضا دانست که به طریقی ساده عمل باز توزیع نیروهای داخلی را در اعضایی که نیروهایی بیش از نیروهای حد ارتجاعی خود متحمل شده‌اند، انجام می‌دهد. یکی از مهم‌ترین نتایج این تحلیل تعیین نمودار بار - تغییرمکان یا منحنی ظرفیت است. برای رسم این نمودار معمولاً از مقادیر برش پایه در مقابل تغییرمکان جانبی نقطه‌ی مرجع تراز بام استفاده می‌شود. از این نمودار می‌توان برای تعیین تغییرمکان هدف استفاده کرد.

۳.۱.۱. روش ضرایب تغییرمکان

در این روش، تغییرمکان هدف از حاصل ضرب تغییرمکان طیفی ارتجاعی متناظر با دوره‌ی تناوب اول ارتعاشی ساختمان در مجموعه‌ی از ضرایب مختلف به دست می‌آید. روش ضرایب تغییرمکان به لحاظ کارآمدی و سادگی آن، راحت‌تر به‌کار می‌رود. در این روش با استفاده از بررسی‌های تحلیلی و آماری انجام‌شده بر روی سیستم‌های یک درجه‌ی آزادی با رفتار غیرخطی غیرکاهنده (دوخطی یا سه‌خطی) تغییرمکان هدف محاسبه می‌شود.^[۱۵، ۱۴]

۳.۱.۲. محاسبه‌ی زمان تناوب اصلی مؤثر

زمان تناوب مؤثر پایه (T_e) ، در جهت در نظر گرفته‌شده را می‌توان براساس مدل دوخطی به دست آورد (رابطه‌ی ۱):

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} \quad (1)$$

که در آن، T_i زمان تناوب اصلی ساختمان با فرض رفتار خطی، و K_i سختی جانبی ارتجاعی مطابق شکل ۱ است.

۳.۱.۳. تغییرمکان هدف

در روش ضرایب، جابجایی تغییرمکان هدف را می‌توان به صورت رابطه‌ی ۲ تعریف کرد:

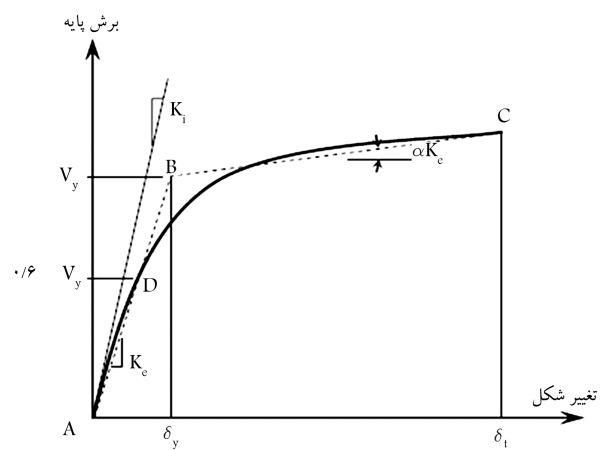
$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_Q \frac{T_e^2}{4\pi^2 g} \quad (2)$$

که در آن، ضریب C_0 برای تبدیل تغییرمکان سیستم یک درجه آزادی به تغییرمکان بام در سیستم چند درجه آزادی اعمال شده است. ضریب C_1 برای تبدیل تغییرمکان

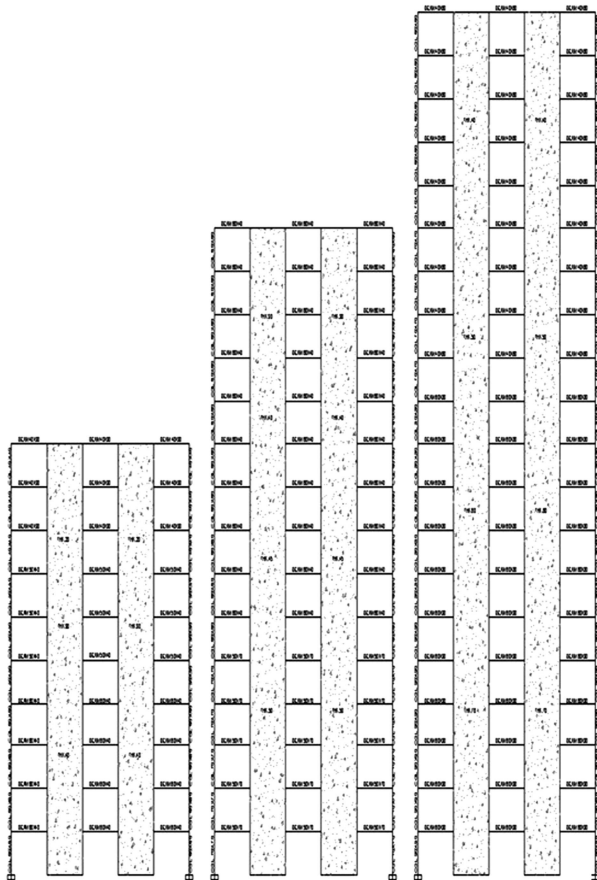
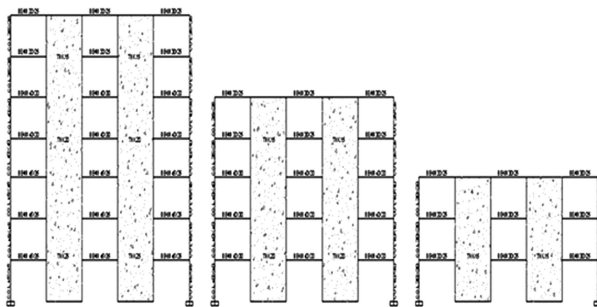
نیرو - تغییر شکل اعضاء به صورت یک تابع چندخطی شامل نقطه‌ی ترک خوردگی، نقطه‌ی جاری شدن و نقطه‌ی مقاومت نهایی است، که این نقاط به کمک نرم‌افزار USC-RC^[۱۸] و با توجه به سطح مقطع اعضاء، تعداد، چیدمان و قطر آرماتورها آنها به دست می‌آید. همچنین در این شکل می‌توان نمونه‌ی منحنی رفتاری ۲ Concrete را نیز مشاهده کرد.

۴. سازه‌های مورد مطالعه، مدل‌سازی و تحلیل

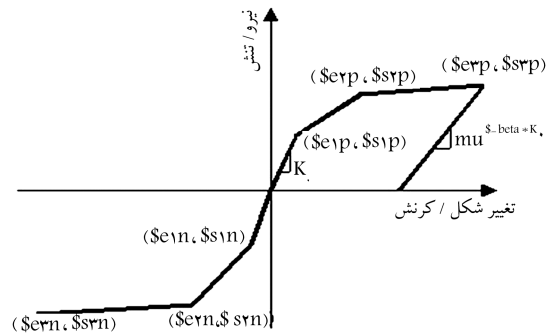
در این پژوهش، ۶ قاب ساختمانی بتنی مسلح ویژه با دیوار برشی مطابق شکل ۳ به کار رفته است. برای اینکه نقش دیوارهای برشی در عملکرد قاب بتنی منجر به پاسخ‌های کلی‌تری شود و جواب‌ها طیف بیشتری از مدل‌ها را از نظر زمان تناوب طبیعی و عملکرد لرزه‌ی شامل شوند، تعداد طبقات ۳ الی ۲۰ طبقه در



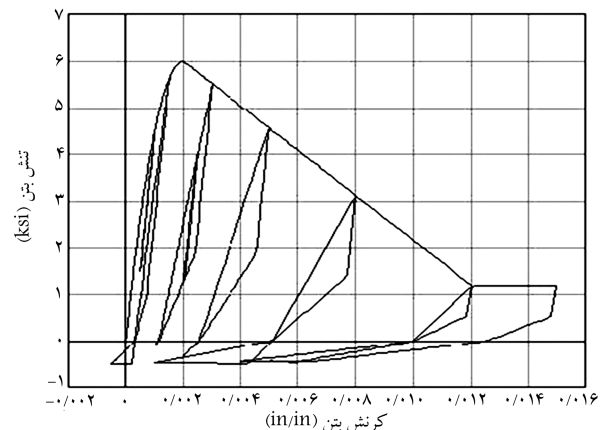
شکل ۱. منحنی ساده‌شده‌ی نیرو - تغییر مکان. [۱۵، ۱۴]



شکل ۳. نمای قاب‌های مورد مطالعه.



الف) پارامترهای مدل هیستریک Hysteretic Material؛ [۱۳]



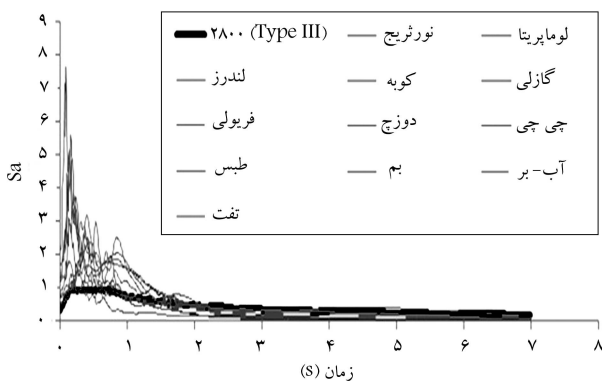
ب) پارامترهای مدل Concrete ۰۲ [۱۳]

شکل ۲. مدل‌های رفتاری بتن.

طیفی خطی به تغییر مکان بیشینه‌ی غیرخطی در رابطه اعمال شده است. ضریب C_2 اثر کاهش سختی و افت مقاومت اجزاء سازه را بر تغییر مکان هدف اعمال می‌کند. در اثر حرکات رفت و برگشتی و گسترش خرابی‌ها، سختی اجزاء سازه کاهش یافته و مقاومت آنها افت می‌کند. ضریب C_2 برای در نظر گرفتن اثرات $P - \Delta$ در نظر گرفته می‌شود.

۲.۳. مدل‌های رفتاری به کار رفته

برای انجام تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی از نرم‌افزار OPENSEES^[۱۳] استفاده شده است. این نرم‌افزار با استفاده از مدل‌های رفتاری مختلف، توانایی تولید انواع مدل‌های هیستریسیس را دارد. همان‌طور که در شکل ۲ مشاهده می‌شود، منحنی پوش



شکل ۴. طیف زمین لرزه‌های مختلف برای سطح خطر ۰٫۳۵.

۵. شتاب‌نگاشت‌های مورد استفاده

با توجه به هدف پژوهش برای بررسی رفتار کاهنده اجزاء سازه‌ی، که اصولاً ناشی از حرکات رفت و برگشتی زلزله است، نیاز به انجام تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی تحت تحریک‌های شتاب‌نگاشت‌های مختلف است. در این نوشتار، برای انجام تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی از ۱۲ شتاب‌نگاشت مختلف استفاده شده است، که براساس استاندارد ۲۸۰۰ و دستورالعمل بهسازی لرزه‌ی ساختمان‌های موجود مقیاس شده‌اند. [۱۷، ۱۵] تعداد و انتخاب این شتاب‌نگاشت‌ها براساس سازگاری پارامترهای لرزه‌ی متفاوت آنها با محل فرضی سازه‌ها انجام شده و مشخصات آنها در جدول ۲ آمده است.

۱.۵. مقیاس‌کردن شتاب‌نگاشت‌ها

برای مقایسه‌ی اثر شتاب‌نگاشت‌هایی که از زلزله‌های مختلف به‌دست آمده‌اند، لازم است آنها را هم‌پایه کنیم، تا اثرشان قابل مقایسه شود. در این پژوهش، جهت انجام تحلیل‌های دینامیکی، شتاب‌نگاشت‌های مورد استفاده به سطح خطر ۰٫۳۵ مطابق شکل ۴ مقیاس شده‌اند. روش به‌کاررفته برای مقیاس‌کردن شتاب‌نگاشت‌ها مطابق با روش ارائه‌شده در استاندارد ۲۸۰۰ (ویرایش سوم) [۱۷] به این شرح است: کلیه‌ی شتاب‌نگاشت‌ها به مقدار بیشینه‌ی خود مقیاس می‌شوند. بدین معنی که بیشینه‌ی شتاب همه‌ی آنها برابر شتاب ثقل g شود. طیف پاسخ شتاب هر یک از شتاب‌نگاشت‌های مقیاس‌شده با منظورکردن نسبت میرایی ۰٫۵ تعیین می‌شود. سطح زیر طیف پاسخ شتاب هر یک از شتاب‌نگاشت‌های مقیاس‌شده در محدوده‌ی زمان تناوب ۰٫۲T تا ۱٫۵T ثانیه به‌دست می‌آید. سپس سطح زیر منحنی ضریب بازتاب استاندارد ۲۸۰۰ (ویرایش سوم) [۱۷] مربوط به نوع خاک مورد نظر (در مطالعه‌ی انجام‌شده از خاک نوع ۳ استفاده شده است) و در محدوده‌ی زمانی اشاره‌شده به‌دست آمده و شتاب‌نگاشت‌ها در نسبت مربوطه (سطح زیر منحنی طیف استاندارد ۲۸۰۰ به سطح زیر منحنی طیف شتاب‌نگاشت‌ها) ضرب می‌شوند. حال شتاب‌نگاشت‌های تولیدشده را می‌توان به هر شتاب پایه‌ی ضرب کرد، که در این پژوهش از ۰٫۳۵ استفاده شده است.

۶. تحلیل استاتیکی و دینامیکی غیرخطی

تحلیل استاتیکی غیرخطی با استفاده از روش ضرایب تغییرمکان و در نرم‌افزار OPENSEES انجام شده است. [۱۳] توزیع بار جانبی به‌کاررفته عبارت است از

نظر گرفته شده است. تمامی این قاب‌ها دارای ۵ دهانه‌ی ۵ متری (هر دو جهت اصلی پلان) هستند و ارتفاع تمامی طبقات (مرکز به مرکز تیرها) مساوی ۳ متر است. بارگذاری لرزه‌ی این سازه‌ها بر طبق آئین‌نامه‌ی طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله (استاندارد ۲۸۰۰ (ویرایش ۳))، [۱۷] بارگذاری ثقلی براساس مبحث ششم مقررات ملی ساختمان، [۱۹] و طراحی سازه‌ی بر مبنای آئین‌نامه‌ی ACI 318-99 انجام شده است. کاربری ساختمان‌ها مسکونی و از نظر اهمیت جزء گروه ۳، یعنی ساختمان‌های با اهمیت متوسط هستند، که بر روی خاک نوع ۳ و در منطقه‌ی با خطر زلزله‌ی خیلی زیاد واقع شده‌اند. از آنجایی که قاب‌های تعریف‌شده در این پژوهش در حیطه‌ی ساختمان‌های با شکل‌پذیری ویژه هستند، میزان شکل‌پذیری آنها $R=11$ فرض شده است. قاب‌های ساختمانی، دو بعدی و بخشی از سازه‌هایی هستند که در پلان و ارتفاع منظم‌اند. دیوارها با توجه به این موضوع طرح شده‌اند که دارای ستون‌های مرزی، با ضوابط آرماتورهای طولی و خاموت‌های عرضی مندرج در آئین‌نامه‌ی آبا (نشریه‌ی شماره‌ی ۱۲۰ (۱۳۸۲))، [۲۰] باشند. برای طراحی قاب‌ها، سقف‌ها از نوع تیرچه بلوک و بار مرده‌ی طبقات و بام به ترتیب $650 (kg/m^2)$ و $570 (kg/m^2)$ در نظر گرفته شده‌اند. بار زنده برابر $250 (kg/m^2)$ و بار دیوارهای پیرامونی و جان پناه نیز به ترتیب برابر با 600 و $250 (kg/m)$ لحاظ شده است. مشخصات کلیه‌ی المان‌های سازه‌ی در جدول ۱ آمده است. لازم به ذکر است که ضوابط ویژه‌ی قاب خمشی ویژه بدین صورت در نرم‌افزار ETABS کنترل شده‌اند: کنترل حادث‌شدن شکست برشی در اعضا، کنترل ضابطه‌ی تیر ضعیف - ستون قوی و کنترل برش ناحیه‌ی اتصال. زمان تناوب قاب‌ها نیز به ترتیب برابر با 0.251 ، 0.46 ، 0.66 ، 0.996 ، 1.954 و 2.676 ثانیه بوده است.

پس از اتمام طراحی و برای مدل‌سازی مقطع المان‌ها در نرم‌افزار OPENSEES، [۱۳] یک مقطع فایبر خاص خود المان، که خصوصیات هندسی شامل ابعاد، آرماتورهای طولی و عرضی، خصوصیات هسته و کاور بتنی را در خود داشت، به آنها اختصاص داده شده است. برای اختصاص مدل رفتاری کاهنده‌ی بتن هسته و کاور از Concrete ۰۲ استفاده شده همچنین برای به‌دست‌آوردن مقاومت‌های فشاری نظیر هسته و کاور و نیز کرنش‌های نظیر آنها از نرم‌افزار USC-RC [۱۸] استفاده شده است. به‌منظور مدل‌سازی رفتار کاهنده‌ی آرماتورها از مدل Reinforcing Steel Material بهره گرفته شده است. تعریف این ماده نیازمند تنش‌ها و کرنش‌های حد جاری‌شدن و نهایی و نیز مدول ارتجاعی ابتدایی و سخت‌شوندگی است. از قابلیت‌های این ماده می‌توان به توانایی در نظرگرفتن اثرات کماتنش آماورها، خستگی و کم‌شوندگی کرنش نظیر آستانه‌ی سخت‌شوندگی تحت اثر سیکل‌های بارگذاری اشاره کرد. برای معرفی پارامترهای کماتنش از مقادیر پیشنهادی نرم‌افزار استفاده شده است، به استثناء تعریف نسبت لاغری که از نسبت فواصل خاموت‌ها به سازه‌ی آرماتور طولی به‌دست می‌آید. به منظور تعریف اثرات خستگی و کاهندگی مقاومت از مقادیر پیشنهادی Brawon & Kunnath [۲۱] استفاده شده است. مدل‌سازی رفتار بدون کاهندگی آرماتورها نیز توسط Material Reinforcing Steel صورت پذیرفته است، با این تفاوت که کلیه‌ی پارامترهای کاهندگی آن حذف و فقط منحنی حاصله از بارگذاری یکنواخت معرفی شده است. برای معرفی رفتار بدون کاهندگی بتن نیز از Hysteretic Material و با اختصاص تنش - کرنش نظیر حد ترک‌خوردگی، جاری‌شدن و مقاومت نهایی به‌دست‌آمده برای هر مقطع فایبر با نرم‌افزار USC-RC، [۱۸] به نقاط مربوط و بدون منظورکردن پارامترهای کاهندگی این ماده مدل‌سازی انجام شده است.

جدول ۱. مشخصات المان‌های سازه‌یی و نحوه‌ی تیب‌بندی ارتفاعی.

قاب	شماره‌ی طبقه	ستون		مشخصات المان‌های سازه‌یی			دیوار برشی
		مقطع	آرما تور طولی	مقطع	آرما تور طولی فوقانی	آرما تور طولی تحتانی	
۳ طبقه	۲و۱	۳۰ × ۳۰	۸φ۱۶	۳۰ × ۲۵	۳φ۱۸ ۲φ۱۶	۳φ۱۶	۱۵
	۳	۳۰ × ۳۰	۸φ۱۶	۳۰ × ۲۵	۳φ۱۶ ۲φ۱۴	۳φ۱۶	۱۵
۵ طبقه	۲و۱	۴۰ × ۴۰	۱۲φ۱۶	۴۰ × ۳۰	۳φ۱۴ ۲φ۱۴	۳φ۱۴	۲۰
	۵و۴	۳۵ × ۳۵	۸φ۱۶	۳۰ × ۲۵	۳φ۱۸ ۲φ۱۶	۳φ۱۶	۱۵
۷ طبقه	۲و۱	۴۵ × ۴۵	۱۲φ۱۶	۴۵ × ۳۵	۳φ۱۶ ۲φ۱۸	۳φ۱۶	۳۵
	۵و۴	۴۰ × ۴۰	۱۲φ۱۶	۴۰ × ۳۰	۳φ۱۶ ۲φ۱۸	۳φ۱۶	۳۰
۱۰ طبقه	۷و۶	۳۵ × ۳۵	۸φ۱۶	۳۰ × ۲۵	۳φ۱۸ ۲φ۱۶	۳φ۱۸	۲۵
	۲و۱	۶۰ × ۶۰	۲۰φ۲۵	۶۰ × ۴۰	۳φ۱۸ ۲φ۱۸	۳φ۱۸	۴۰
۱۰ طبقه	۴و۳	۶۰ × ۶۰	۲۰φ۲۵	۶۰ × ۴۰	۳φ۲۲ ۲φ۲۰	۳φ۲۲	۴۰
	۷و۶.۵	۵۰ × ۵۰	۱۶φ۲۰	۵۰ × ۴۰	۳φ۲۲ ۲φ۲۲	۳φ۲۲	۳۰
۱۵ طبقه	۱۰و۹.۸	۴۰ × ۴۰	۱۲φ۲۰	۴۰ × ۳۰	۳φ۱۸ ۲φ۲۰	۳φ۱۶	۲۰
	۲و۱	۷۰ × ۷۰	۲۴φ۳۲	۷۰ × ۵۰	۳φ۲۵ ۲φ۲۵	۵φ۲۲	۵۰
۱۵ طبقه	۵و۴	۷۰ × ۷۰	۲۴φ۳۲	۷۰ × ۵۰	۴φ۲۵ ۳φ۲۵	۵φ۲۵	۵۰
	۹و۸.۷.۶	۶۰ × ۶۰	۲۰φ۲۰	۶۰ × ۴۰	۴φ۲۲ ۳φ۲۲	۴φ۲۵	۴۵
۲۰ طبقه	۱۲و۱۱.۱۰	۶۰ × ۶۰	۲۰φ۲۰	۶۰ × ۴۰	۴φ۲۲ ۳φ۲۲	۴φ۲۵	۴۰
	۱۵و۱۴.۱۳	۶۰ × ۶۰	۲۰φ۲۰	۶۰ × ۴۰	۴φ۲۲ ۲φ۲۲	۵φ۲۲	۳۰
۲۰ طبقه	۲و۱	۹۰ × ۹۰	۳۲φ۲۵	۹۰ × ۶۰	۴φ۲۵ ۲φ۲۵	۵φ۲۵	۷۰
	۴و۳	۹۰ × ۹۰	۳۲φ۲۵	۹۰ × ۶۰	۵φ۲۵ ۳φ۲۵	۶φ۲۵	۷۰
۲۰ طبقه	۶و۵	۹۰ × ۹۰	۳۲φ۲۵	۹۰ × ۶۰	۵φ۲۵ ۳φ۲۵	۶φ۲۸	۷۰
	۹و۸.۷	۸۰ × ۸۰	۲۸φ۲۵	۸۰ × ۶۰	۵φ۲۵ ۳φ۲۸	۶φ۲۸	۶۰
۲۰ طبقه	۱۱و۱۰	۸۰ × ۸۰	۲۸φ۲۵	۸۰ × ۶۰	۵φ۳۰ ۳φ۲۲	۶φ۳۰	۶۰
	۱۶و۱۵.۱۴.۱۳.۱۲	۷۰ × ۷۰	۲۴φ۲۰	۶۰ × ۴۰	۴φ۲۵ ۳φ۲۰	۳φ۳۰	۵۰
۲۰ طبقه	۲۰و۱۹.۱۸.۱۷	۶۰ × ۶۰	۲۰φ۲۰	۵۰ × ۳۰	۳φ۲۲ ۲φ۱۸	۳φ۲۰	۴۰

جدول ۲. مشخصات لرزه‌ی زلزله‌های مورد استفاده.

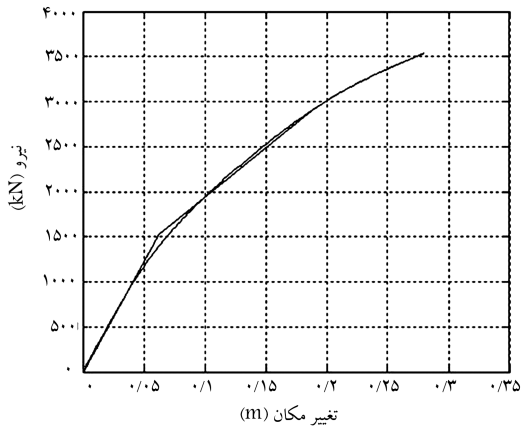
شماره	زمین لرزه	تاریخ وقوع	بزرگا	ایستگاه ثبت	مؤلفه ثبت شده	PGA (g)
۱	Tabas, Iran	۱۶/۹/۱۹۷۸	Ms(۷/۴)	۹۱° ۱ Tabas	LN	۰/۸۳۶
۲	Kobe	۱۶/۱/۱۹۹۵	Ms(۶/۹)	° KJMA	°	۰/۸۲۱
۳	Chichi, Taiwan	۲۰/۹/۱۹۹۹	Ms(۷/۶)	CHY° ۸°	N	۰/۹۰۲
۴	Lomaprieta	۱۸/۱۰/۱۹۸۹	Ms(۷/۱)	۱۴ WAHO	°	۰/۳۷
۵	Northridge	۱۷/۱/۱۹۹۴	Ms(۶/۷)	۲۴۴۳۶ Tarzana,	۹۰	۱/۷۷۹
۶	Landers	۲۸/۶/۱۹۹۲	Ms(۷/۴)	Cedar Hill	۳۶°	۰/۹۹
۷	Duzce, Turkey	۱۲/۱۱/۱۹۹۹	Ms(۷/۳)	Bolu	°	۰/۷۲۱
۸	Gazli, USSR	۱۷/۵/۱۹۷۶	Ms(۷/۳)	۹۲° ۱ Karakyr	°	۰/۶۰۸
۹	Friuli, Italy	۱۵/۹/۱۹۷۶	Ms(۵/۷)	۸° ۱۴ Forgaria Cornino	°	۰/۲۶
۱۰	Bam, Iran	۲۶/۱۲/۲۰۰۳	Ms(۶/۷)	Bam	L ۱	۰/۷۴۵
۱۱	Taft, Kern County	۲۱/۷/۱۹۵۲	Ms(۷/۷)	۱۰۹۵ Taft Lincoln School	° ۲۱	۰/۱۵۶
۱۲	Manjil-Abbar, Iran	۲۰/۶/۱۹۹۰	Ms(۷/۷)	Ab-bar	L	۰/۴۱۸
					T	۰/۳۹۴

هدف باید منحنی ظرفیت به دست آمده از تحلیل، با مدل دوخطی معادل سازی شود، که شرایط اصلی برای معادل سازی عبارت‌اند از: ۱. سطح زیر منحنی رفتار غیرخطی (منحنی ظرفیت) سازه برابر سطح زیر مدل دوخطی شود؛ ۲. ناحیه‌ی خطی اولیه باید در ۰/۶ طول خود، منحنی ظرفیت را قطع کند؛ ۳. نیروی برشی V_y فراتر از برش پایه‌ی بیشینه‌ی سازه نشود. [۱۳، ۱۵] برای نیل به این هدف، اقدام به تهیه‌ی برنامه‌ی دستی در نرم‌افزار MATLAB شده است، [۱۶] که پارامترهای به دست آمده در جدول ۳ ارائه شده‌اند. همچنین منحنی‌های ظرفیت تولید شده برای هر یک از قاب‌ها در شکل‌های ۵ الی ۱۰ نشان داده شده‌اند. به دلیل آنکه اثرات رفتار کاهنده در تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی در ضریب C_2 و در محاسبه‌ی تغییرمکان هدف که بیانگر بیشینه‌ی تغییرمکان سازه است، لحاظ شده است؛ لذا

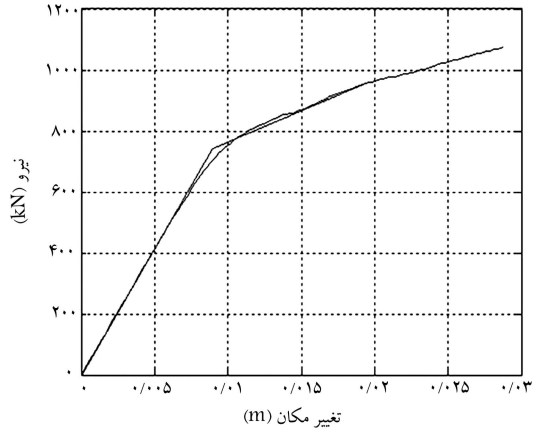
توزیع متناسب با نیروهای جانبی حاصل از تحلیل دینامیکی خطی طیفی. برای این منظور تعداد مودهای ارتعاشی مورد بررسی باید چنان انتخاب شود که دست‌کم ۹۰٪ جرم سازه در تحلیل مشارکت کند. همچنین مدل سازی رفتار بتن و فولاد به کمک Hysteretic Material و Reinforcing Steel Material و بدون در نظر گرفتن پارامترهای کاهندگی انجام شده است. تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی نیز با نرم‌افزار OPENSEES انجام شده‌اند. [۱۳] در این مرحله علاوه بر استفاده از مدل‌های رفتاری مذکور به عنوان الگوی رفتاری غیرکاهنده از Concrete و Reinforcing Steel Material برای در نظر گرفتن کاهندگی استفاده شده است. در مدل سازی، تنش‌ها و کرنش‌های نظیر هر مقطع، با توجه به اثرات محصورشدگی با نرم‌افزار USC-RC محاسبه شده‌اند. [۱۸] برای برآورد دقیق مقادیر تغییرمکان

است. برای این منظور، تغییرمکان‌های نسبی طبقات در هر قاب و برای تمامی شتاب‌نگاشت‌ها، در طول زمان تحریک سازه، ثبت و در نهایت با استخراج مقادیر بیشینه‌ی آنها، نمودارهای به‌دست‌آمده در شکل‌های ۱۱ الی ۱۶ ارائه شده‌اند. برای فراهم‌کردن امکان مقایسه‌ی بهتر، مقادیر متوسط تغییرمکان‌های نسبی، ناشی از کلیه‌ی شتاب‌نگاشت‌ها، برای هر قاب در شکل ۱۷ آمده‌اند. همچنین در جدول ۵، نسبت بیشینه‌ی تغییرمکان به‌دست‌آمده از تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی به تغییرمکان

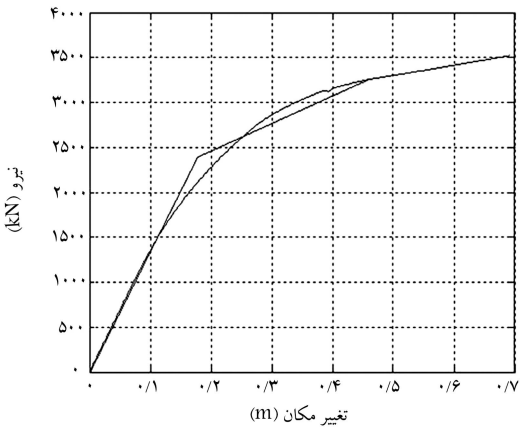
در تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی اقدام به محاسبه‌ی بیشینه‌ی تغییرمکان شده است، تا با مقادیر متناظر مقایسه شوند. در جدول ۴، مقادیر بیشینه‌ی تغییرمکان به‌دست‌آمده از تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی با در نظر گرفتن شتاب‌نگاشت‌ها و مدل‌های رفتاری مختلف ارائه و در انتهای هر ستون مقادیر میانگین مربوط به ستون محاسبه شده‌اند. همچنین تأثیر کاهش‌دهی در تغییرمکان نسبی طبقات نیز مورد مطالعه قرار گرفته



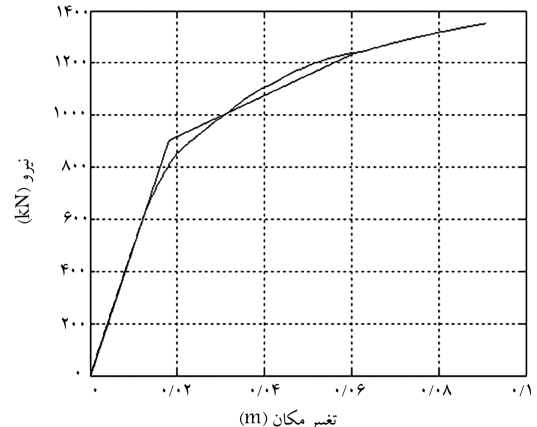
شکل ۴. طیف ظرفیت و منحنی دوخطی به‌دست‌آمده برای قاب ۱^۰ طبقه.



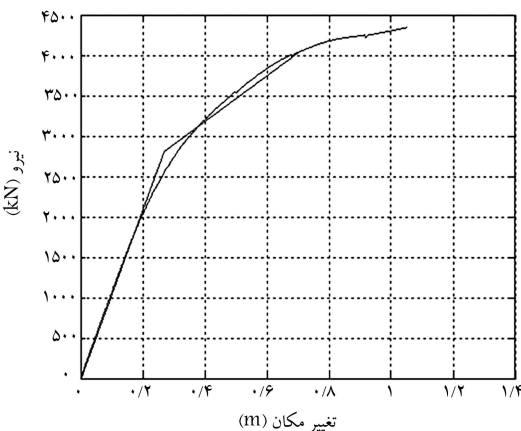
شکل ۵. طیف ظرفیت و منحنی دوخطی به‌دست‌آمده برای قاب ۳^۰ طبقه.



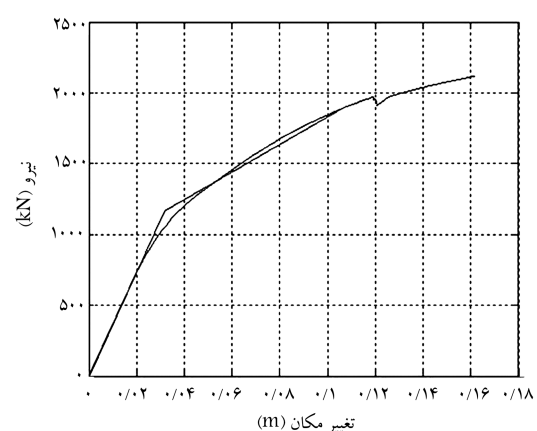
شکل ۸. طیف ظرفیت و منحنی دوخطی به‌دست‌آمده برای قاب ۱۵^۰ طبقه.



شکل ۶. طیف ظرفیت و منحنی دوخطی به‌دست‌آمده برای قاب ۵^۰ طبقه.



شکل ۹. طیف ظرفیت و منحنی دوخطی به‌دست‌آمده برای قاب ۲۰^۰ طبقه.



شکل ۷. طیف ظرفیت و منحنی دوخطی به‌دست‌آمده برای قاب ۷^۰ طبقه.

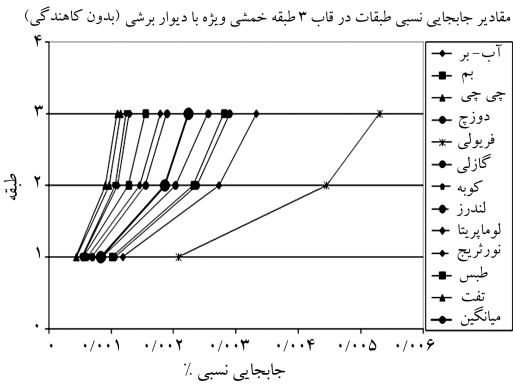
جدول ۳. پارامترهای به دست آمده از آنالیز بار افزون.

قاب	زمان تناوب (s)	زمان تناوب مؤثر (s)	تغییر مکان هدف (mm)	تغییر مکان هدف نهایی (mm)	تغییر مکان هدف جاری شدن (mm)	نسبت مقاومت (R)	δ_{tf}/δ_t	δ_{tf}/δ_y
۳ طبقه	۰٫۲۵۱	۰٫۲۵۲	۲۰٫۷۲	۲۰٫۸۸	۸٫۸۰	۱٫۴۸	۱٫۰۰۸	۲٫۳۷۳
۵ طبقه	۰٫۴۶۰	۰٫۴۶۲	۶۰٫۶۵	۶۱٫۲۰	۱۸٫۱۰	۲٫۰۵	۱٫۰۰۹	۳٫۳۸۱
۷ طبقه	۰٫۶۶۰	۰٫۶۶۳	۱۰۷٫۸۳	۱۰۸٫۹۴	۳۱٫۹۰	۲٫۲۲	۱٫۰۱۰	۳٫۴۱۵
۱۰ طبقه	۰٫۹۹۶	۱٫۰۰۶	۱۸۷٫۶۶	۱۹۰٫۱۵	۶۲٫۸۰	۱٫۹۵	۱٫۰۱۳	۳٫۰۲۸
۱۵ طبقه	۱٫۹۵۴	۱٫۹۹۰	۴۶۰٫۹۰	۴۷۲٫۲۵	۱۷۸٫۴۰	۱٫۱۹	۱٫۰۲۵	۲٫۶۴۷
۲۰ طبقه	۲٫۶۷۶	۲٫۷۱۴	۷۰۰٫۹۵	۷۱۴٫۲۵	۲۶۹٫۸۰	۱٫۱۱	۱٫۰۱۹	۲٫۶۴۷

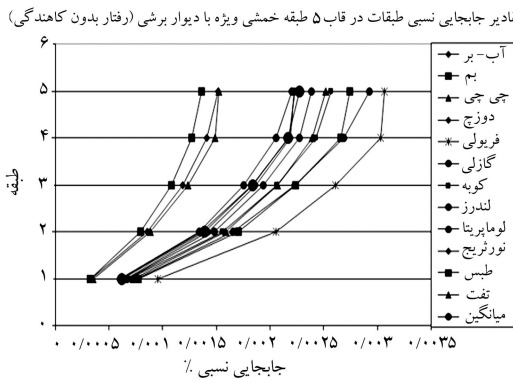
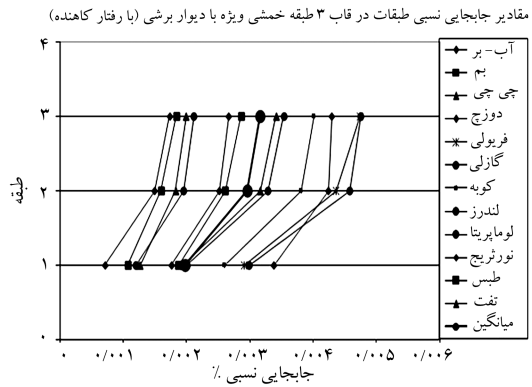
جدول ۴. مقادیر بیشینه‌ی تغییر مکان به دست آمده از تحلیل دینامیکی غیرخطی.

شتاب نگاشت	قاب ۳ طبقه		قاب ۵ طبقه		قاب ۷ طبقه	
	با رفتار کاهنده (mm)	بدون رفتار کاهنده (mm)	با رفتار کاهنده (mm)	بدون رفتار کاهنده (mm)	با رفتار کاهنده (mm)	بدون رفتار کاهنده (mm)
طیس	۲۰٫۹۴۱۳	۱۸٫۰۵۱۲	۴۶٫۸۹۳۶	۳۰٫۲۲۷۱	۱۱۱٫۱۶۴۰	۹۵٫۱۰۱۳
کوبه	۳۶٫۳۷۰۸	۱۸٫۴۰۰۹	۱۲۳٫۸۶۲۶	۸۷٫۶۷۴۶	۲۲۵٫۴۲۶۶	۱۶۶٫۷۶۵۳
چی چی	۲۵٫۷۸۳۸	۱۲٫۰۷۱۴	۱۱۶٫۴۴۶۰	۶۲٫۶۷۵۰	۲۱۷٫۶۹۲۰	۱۵۰٫۳۹۲۶
لوما پیریتا	۳۷٫۴۰۲۶	۲۱٫۱۴۰۸	۶۲٫۶۰۸۰	۳۰٫۰۱۱۳	۹۳٫۳۱۵۸	۶۴٫۱۵۳۷
نورث ریج	۲۳٫۸۰۶۴	۸٫۶۹۰۶	۱۱۳٫۵۹۲۵	۶۴٫۵۲۸۰	۱۶۷٫۶۰۸۳	۱۵۶٫۸۶۵۸
لندرز	۲۶٫۵۳۱۹	۱۸٫۲۴۰۸	۳۹٫۰۷۹۰	۲۵٫۶۰۵۰	۵۳٫۶۰۱۴	۳۶٫۹۹۲۸
دوزج	۳۹٫۳۵۰۹	۲۲٫۰۲۴۶	۱۵۱٫۵۹۷۰	۱۲۵٫۰۲۰۵	۲۰۸٫۲۵۲۰	۱۷۴٫۹۱۵۸
گازلی	۲۱٫۸۲۵۷	۱۵٫۶۸۳۴	۷۸٫۵۰۸۰	۶۳٫۲۴۹۴	۹۷٫۴۶۵۳	۶۸٫۷۵۶۵
فریولی	۳۵٫۰۰۶۱	۳۴٫۶۹۰۶	۷۰٫۶۳۱۹	۵۵٫۰۲۷۸	۶۸٫۶۵۱۷	۷۸٫۴۲۷۱
بم	۱۲٫۷۳۶۰	۹٫۹۳۸۸	۳۱٫۲۷۴۴	۲۴٫۳۰۷۶	۳۷٫۷۴۶۹	۳۱٫۰۰۳۲
تفت	۱۴٫۶۹۰۸	۷٫۵۶۶۷	۵۱٫۲۱۱۸	۳۶٫۴۴۴۵	۸۵٫۰۷۷۱	۵۸٫۳۱۳۳
آب - بر	۱۱٫۹۵۲۸	۱۱٫۲۲۴۱	۵۰٫۵۳۰۶	۳۵٫۷۵۴۶	۱۰۱٫۶۳۸۰	۷۲٫۱۲۰۴
میانگین	۲۵٫۵۳۳۳	۱۶٫۴۷۷۰	۷۸٫۰۱۹۶	۵۳٫۳۷۷۱	۱۲۲٫۳۰۳۳	۹۶٫۱۵۰۹

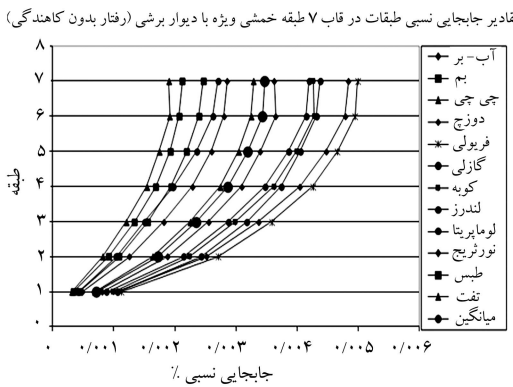
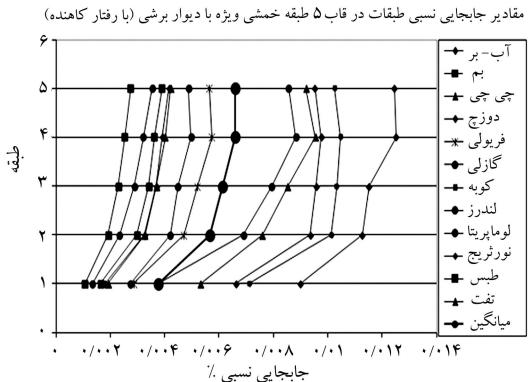
شتاب نگاشت	قاب ۱۰ طبقه		قاب ۱۵ طبقه		قاب ۲۰ طبقه	
	با رفتار کاهنده (mm)	بدون رفتار کاهنده (mm)	با رفتار کاهنده (mm)	بدون رفتار کاهنده (mm)	با رفتار کاهنده (mm)	بدون رفتار کاهنده (mm)
طیس	۱۲۶٫۴۶۶۰	۱۱۱٫۳۳۳۳	۱۶۶٫۲۱۰۱	۱۱۳٫۹۶۰۰	۲۵۴٫۰۲۶۴	۱۶۷٫۸۱۳۳
کوبه	۳۲۸٫۸۴۵۳	۲۹۴٫۲۳۴۰	۲۷۵٫۰۵۵۵	۲۷۸٫۱۷۳۰	۲۴۶٫۲۳۳۶	۳۰۱٫۰۰۵۱
چی چی	۳۰۳٫۶۱۸۰	۲۷۴٫۱۱۷۵	۳۴۴٫۳۸۳۴	۳۶۶٫۰۷۴۰	۳۰۶٫۵۲۸۹	۳۳۹٫۲۷۴۴
لوما پیریتا	۲۰۹٫۷۳۹۰	۱۸۴٫۵۱۲۸	۱۶۹٫۸۶۱۹	۱۶۹٫۰۶۰۰	۱۲۸٫۵۰۲۸	۱۵۳٫۰۹۱۸
نورث ریج	۳۱۷٫۷۷۳۴	۲۸۰٫۷۳۵۴	۳۴۲٫۳۱۹۴	۳۴۳٫۱۳۶۶	۳۰۷٫۲۱۳۰	۳۴۵٫۳۳۱۱
لندرز	۹۰٫۴۴۰۳	۶۷٫۳۲۸۵	۱۰۸٫۹۱۸۹	۱۱۹٫۰۰۱۱	۱۵۱٫۷۲۱۰	۱۱۳٫۳۶۸۰
دوزج	۳۰۶٫۴۲۸۰	۲۹۱٫۸۵۲۵	۲۰۵٫۳۴۶۰	۲۱۴٫۵۲۱۰	۲۳۲٫۰۶۵۰	۲۱۱٫۰۹۲۰
گازلی	۱۰۹٫۳۷۴۰	۱۰۷٫۵۷۱۰	۳۶۹٫۷۵۹۰	۳۵۱٫۸۲۱۰	۳۳۰٫۶۱۴۰	۳۷۲٫۳۳۶۰
فریولی	۵۴٫۴۲۵۷	۶۶٫۷۹۱۲	۸۷٫۴۱۰۸	۹۰٫۴۱۸۱	۱۱۲٫۹۵۷۰	۹۶٫۴۵۸۶
بم	۱۵۶٫۶۴۶۰	۸۹٫۳۵۲۷	۳۱۰٫۰۰۲۰	۲۴۹٫۱۵۷۰	۴۰۴٫۴۰۶۰	۳۰۲٫۹۵۵۶
تفت	۱۳۹٫۹۷۶۰	۱۰۶٫۱۷۴۰	۲۶۸٫۷۰۰۰	۱۸۹٫۵۲۶۰	۳۸۲٫۷۶۶۶	۳۷۸٫۵۰۶۰
آب - بر	۱۵۴٫۶۱۶۰	۱۳۴٫۵۲۲۴	۲۸۰٫۶۲۳۰	۱۹۳٫۸۰۷۸	۵۲۵٫۰۰۳۰	۴۷۱٫۰۰۶۰
میانگین	۱۹۱٫۵۲۹۰	۱۶۷٫۳۷۷۱	۲۴۴٫۰۴۹۲	۲۲۳٫۲۲۱۳	۲۸۱٫۸۳۶۴	۲۷۱٫۰۱۹۸



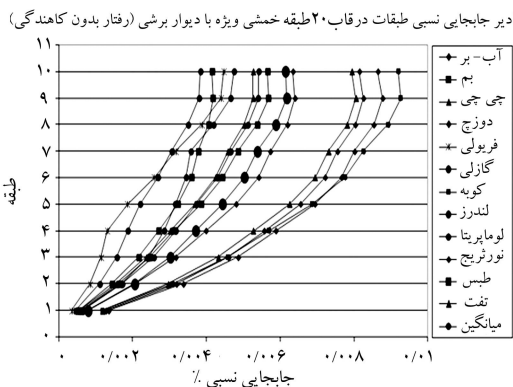
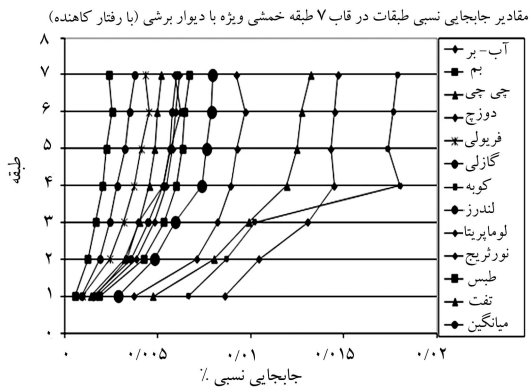
شکل ۱۱. مقادیر جابجایی نسبی قاب ۳ طبقه.



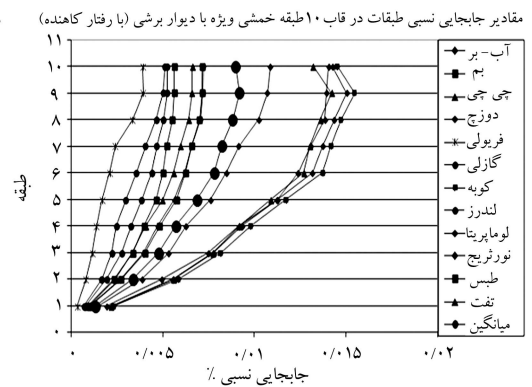
شکل ۱۲. مقادیر جابجایی نسبی قاب ۵ طبقه.



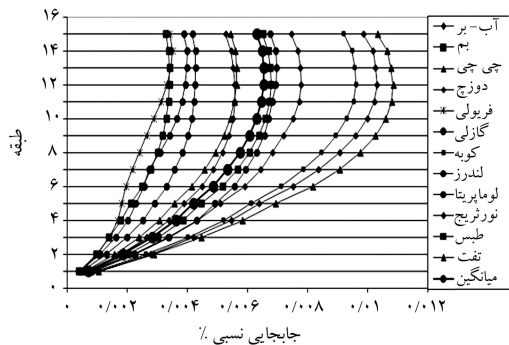
شکل ۱۳. مقادیر جابجایی نسبی قاب ۷ طبقه.



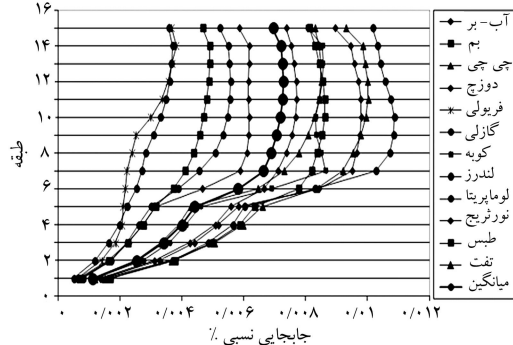
شکل ۱۴. مقادیر جابجایی نسبی قاب ۱۰ طبقه.



مقادیر جابجایی نسبی طبقات در قاب ۱۵ طبقه خمشی ویژه با دیوار برشی (رفتار بدون کاهندگی)

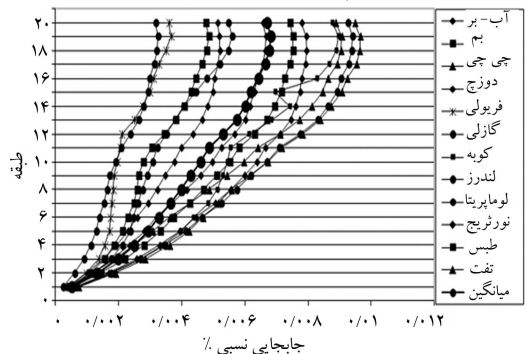


مقادیر جابجایی نسبی طبقات در قاب ۱۵ طبقه خمشی ویژه با دیوار برشی (با رفتار کاهنده)

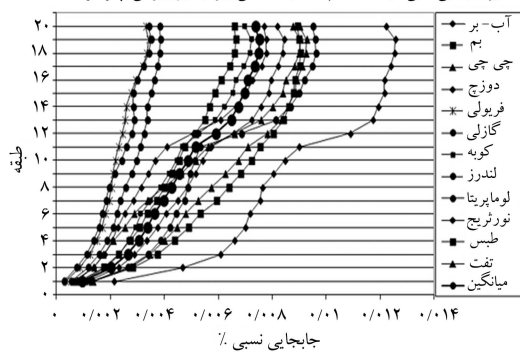


شکل ۱۵. مقادیر جابجایی نسبی قاب ۱۵ طبقه.

مقادیر جابجایی نسبی طبقات در قاب ۲۰ طبقه خمشی ویژه با دیوار برشی (رفتار بدون کاهندگی)

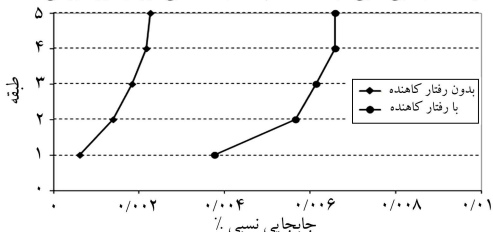


مقادیر جابجایی نسبی طبقات در قاب ۲۰ طبقه خمشی ویژه با دیوار برشی (با رفتار کاهنده)

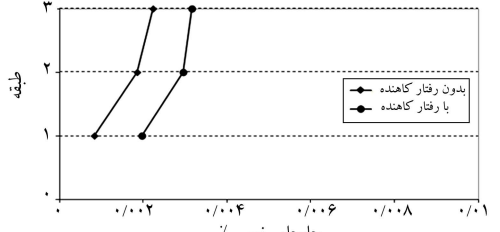


شکل ۱۶. مقادیر جابجایی نسبی قاب ۲۰ طبقه.

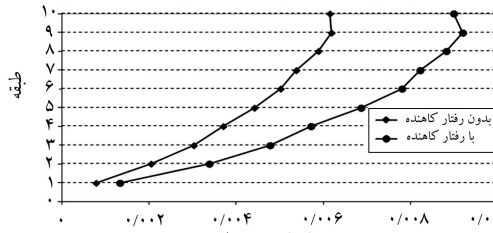
متوسط جابجایی نسبی طبقات در قاب ۵ طبقه خمشی ویژه با دیوار برشی



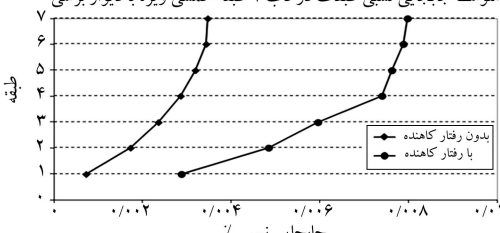
متوسط جابجایی نسبی طبقات در قاب ۳ طبقه خمشی ویژه با دیوار برشی



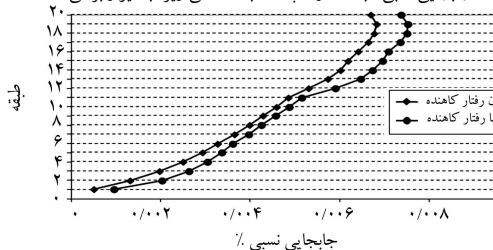
متوسط جابجایی نسبی طبقات در قاب ۱۰ طبقه خمشی ویژه با دیوار برشی



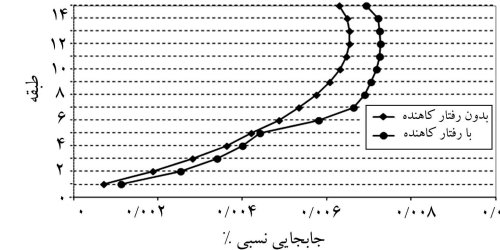
متوسط جابجایی نسبی طبقات در قاب ۷ طبقه خمشی ویژه با دیوار برشی



متوسط جابجایی نسبی طبقات در قاب ۲۰ طبقه خمشی ویژه با دیوار برشی



متوسط جابجایی نسبی طبقات در قاب ۱۵ طبقه خمشی ویژه با دیوار برشی



شکل ۱۷. مقایسه‌ی مقادیر جابجایی نسبی با تغییرات کاهندگی.

جدول ۵. محاسبه‌ی ضریب C_2 .

سازه	محاسبه‌ی ضریب C_2 با توجه به پاسخ تحلیل دینامیکی غیرخطی	محاسبه‌ی ضریب C_2 با توجه به پاسخ تحلیل بارافزون
قاب ۳ طبقه	۱٫۵۵۰	۱٫۲۲۳
قاب ۵ طبقه	۱٫۴۶۲	۱٫۲۷۵
قاب ۷ طبقه	۱٫۲۷۲	۱٫۱۲۳
قاب ۱۰ طبقه	۱٫۱۴۴	۱٫۰۰۷
قاب ۱۵ طبقه	۱٫۰۹۳	۰٫۵۱۷
قاب ۲۰ طبقه	۱٫۰۴۰	۰٫۳۹۵

تناوب‌های کمتر از ۱ ثانیه، دست پائین‌تر و برای زمان تناوب‌های بالاتر از ۱ ثانیه، محافظه‌کارانه‌تر از مقادیر به‌دست‌آمده‌ی پژوهش را نشان می‌دهد.

۲. برای هر ۶ قاب، میزان جابجایی حاصل از تحلیل استاتیکی غیرخطی فراتر از متوسط تغییرمکان‌های حاصل از تحلیل دینامیکی غیرخطی با رفتار بدون کاهندگی است. این در حالی است که از اختلاف این مقادیر نسبت به متوسط تغییرمکان‌های حاصل از تحلیل دینامیکی با رفتار کاهنده، با افزایش زمان تناوب کاسته شده و در قاب‌های با زمان تناوب بیشتر از ۱ ثانیه (قاب‌های ۱۵ و ۲۰ طبقه)، مقادیر تغییرمکان هدف افزایش قابل توجهی نسبت به متوسط جابجایی‌ها تحت زلزله‌های مختلف پیدا می‌کنند.

۳. نسبت تغییرمکان هدف به جابجایی نظیر حد جاری‌شدن با افزایش زمان تناوب در قاب‌های با زمان تناوب کمتر از ۰٫۷ ثانیه، روند صعودی و در ۳ قاب دیگر سیر نزولی دارد.

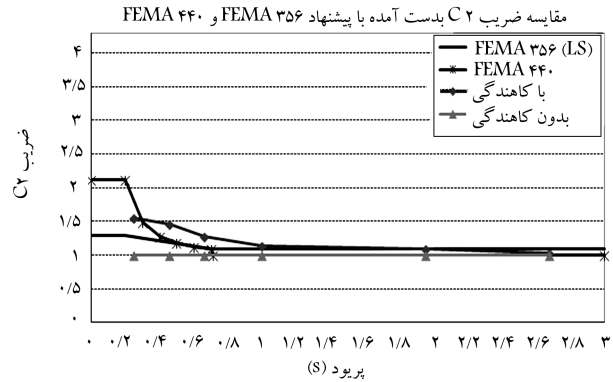
۴. نسبت مقاومت (R) و همچنین نسبت جابجایی هدف نهایی به تغییرمکان نظیر حد جاری‌شدن، در قاب‌های ۳، ۵ و ۷ طبقه به ترتیب افزایش، و در ۳ قاب دیگر روند نزولی دارند.

۵. در قاب‌های ۳، ۵ و ۷ طبقه، در پاسخ‌های حاصله از تحلیل‌های دینامیکی برای رفتار کاهنده، پراکندگی جابجایی‌های نسبی در همه‌ی طبقات نسبتاً زیاد است؛ ولی با افزایش زمان تناوب و در قاب‌های ۱۰، ۱۵ و ۲۰ طبقه این پراکندگی در طبقات پائین کمتر است و بیشتر در طبقات بالا مشاهده می‌شود.

۶. با اعمال اثرات کاهندگی در سازه‌ها بر میزان جابجایی بیشینه‌ی آنها و همچنین جابجایی نسبی طبقات افزوده می‌شود، با این حال با افزایش زمان تناوب و ارتفاع سازه از این تأثیر کاسته شده و در سازه‌های بلند عملاً کاهندگی تأثیری در میزان این جابجایی‌ها نخواهد گذاشت.

۷. مقادیر تغییرمکان‌های نسبی در کلیه‌ی قاب‌ها با زمان تناوب کمتر از ۰٫۷ ثانیه با افزایش ارتفاع سازه افزایش می‌یابند. همچنین این روند صعودی در قاب‌های با زمان تناوب بیشتر از ۰٫۷ ثانیه نیز وجود دارد، به استثناء ۱ یا ۲ طبقه‌ی آخر که کاهش بسیار کمی مشاهده می‌شود. این رخداد نشان‌دهنده‌ی رفتار خمشی این قاب‌ها به دلیل وجود دیوارهای برشی است.

۸. مقادیر تغییرمکان‌های نسبی طبقات در همه‌ی قاب‌ها و تحت کلیه‌ی شتاب‌نگاشت‌ها، کمتر از مقادیر بیشینه‌ی مجاز آئین‌نامه‌ی هستند.



شکل ۱۸. مقایسه‌ی ضریب C_2 به‌دست‌آمده با پیشنهاد FEMA ۳۵۶ [۱۵].

هدف آمده است. در شکل ۱۸ نیز ضریب C_2 به‌دست‌آمده از تحلیل با مقدار پیشنهادی FEMA ۳۵۶ [۱۴] مقایسه شده‌اند.

۷. نتیجه‌گیری

۱. نتایج حاصل از تحلیل نشان داد که با افزایش زمان تناوب سازه از میزان ضریب C_2 کاسته می‌شود، به طوری که می‌توان در زمان تناوب‌های بالاتر آن را برابر ۱ در نظر گرفت و در محاسبات جابجایی هدف از آن صرف‌نظر کرد. این نتیجه بیانگر این مطلب است که کلاً C_2 در دستورالعمل بهسازی لرزه‌ی، برای زمان

منابع (References)

1. Esmaeily-Gh, A. and Xiao, y. "Seismic behavior of bridge columns subjected to various loading patterns", Pacific Earthquake Engineering Research Center (Dec. 2002).
2. Ming Ho, J.C. "Limited ductility design of reinforced concrete columns for tall buildings in low to moderate seismicity regions", *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 20(1), pp. 102-120 (2011).

3. Riddell, R. and Newmark, N.M. "Statistical analysis of the response of nonlinear systems subjected to earthquakes", Department Of Civil Engineering, University Of Illinois at Urbana-Champaign, Structural Research Series No. 468, Report UILU 79-2016 (1980).
4. Shimazaki, K. and Sozen, M.A. "Seismic drift of reinforced concrete structures", Special Research Paper, Department of Civil Engineering, University Of Illinois at Urbana-Champaign (1985).

5. Qi, X. and Moehle, J.P. "Displacement design approach for reinforced concrete Structures subjected to earthquake", Earthquake Engineering Research Center, University of California at Berkeley, Report No. UCBC/EER91/02 (1991).
6. Whittaker, A., Constantinou, M. and Tsopelas, P. "Displacement estimates for performance-based seismic design", *Journal of Structural Engineering, ASCE*, **124**(8), pp. 905-912 (1998).
7. Gupta, A. and Krawinkler, H. "Effect of stiffness degradation on deformation demands for SDOF & MDOF structures", *Proceeding of the sixth U.S. National Conference on Earthquake Engineering*, Seattle. W.A. (1998).
8. Gupta, B. and Kunnath, S.K. "Effect of hysteretic model parameters on inelastic seismic demands", *Proceeding of the sixth U.S. National Conference on Earthquake Engineering*, Seattle. W.A. (1998).
9. Song, J.K. and Pincheria, J. "Spectral displacement demands of stiffness-and strength- degradation systems", *Earthquake Spectra*, **16**(4), pp.817-851 (November 2000).
10. Federal Emergency Management Agency, *NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings (FEMA 273)*, Washington, D.C. (1997).
11. Moghadam, A.S. and Tso, W.K. "Damage assessment of eccentric multistory buildings using 3-D pushover analysis", *Proceeding of 11th World Conference on Earthquake Engineering*, Acapulco, Mexico (1996).
12. Computer & Structures Inc., *Linear and Nonlinear Static and Dynamic Analysis and Design of Building Systems Users Guide, ETABS Ver. 8.5.4*, Berkeley, California.
13. Mazzoni, S., McKenna, F., Scott, M.H., Fenves, G.L. and et al., *OpenSees Command Language Manual*, University of California, Berkeley (July 2007).
14. Federal Emergency Management Agency, *NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings (FEMA 356)*, Washington, D.C. (1997).
15. *Instruction for Seismic Rehabilitation of Existing Buildings*, publication No. 360, Iran: Technical Criteria Codification & Earthquake Risk Reduction affairs Bureau. Office of Deputy for Technical Affairs, Management and Planning Organization (2007).
16. Hanselman, D.C., Littlefield, B.R. and Littlefield, B.C., *Mastering Matlab 6: A Comprehensive Tutorial and Reference*, Prentice Hall (2000).
17. *Standard No. 2800-05. Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Buildings*, Third ed. Iran: Building and Housing Research Center (2005).
18. Esmaily, A. "USC-RC Manual: A program for analysis of reinforced concrete members", University of Southern California (2008).
19. *Design Loads for Buildings*, Iran: National Building Regulation, part 6. National Building Regulation Codification Bureau, Ministry of Roads & Urban Development (2007).
20. *Iranian Concrete Regulation (ABA)*, Publication No. 120, Technical Criteria Codification Bureau, Office of Deputy for Technical Affairs, Management and Planning Organization (2004).
21. Brown, J. and Kunnath, S.K. "Low cycle fatigue behavior of longitudinal reinforcement in reinforced concrete bridge columns", NCEER Technical Report 00-0007 (2000).